

VAO rammeplan

Detaljregulering Årstad gbnr. 162/270 Jonas Lie vei

Oppdragsgiver:	Helse Bergen	Dato/Tid:	25.11.2024
Oppdrag:	Detaljregulering Årstadhuset	Prosjekt nr.	21278
Fagansvarlig VA:	Léo Carpentier	Dok. Nr: /rev	2
KS:	Arild Lote Henden		
Forklaring revisjon:	0 – Foreløpig rapport for kalkyle 1 – Utsending til Bergen Vann 2 – Oppdatering etter tilbakemelding Bergen Vann		

Sammendrag

Den rapporten viser eksisterende VAO-anlegg ved planområdet. Det er vurdert påkoblings mulighet for vannforsyning, spillvann og overvann.

Denne planen foreslår løsninger for hovedsystem for vannforsyning, avløp og overvann (OV) innenfor planområdet. De skisserte tiltak skal ivareta tilstrekkelig kapasitet og tilfredsstillende løsninger for framtidig utbygging som vist i reguleringsplanen.

Planområdet er vist i Figur 1 og omfatter ca. 32 000 m². Det er planlagt rehabilitering av Årstadhuset, tidligere kalt kvinneklinikken (KK) i et psykiatrisenter.

Basert på tilgjengelig data er det estimert at antall personekvivalenter (Pe) er 394. Beregnet topplast for vannforsyning er 7,5 l/s og 11,9 l/s for spillvann. Krav for brannvann er 50 l/s og 180 m³. Bygget skal sprinkles i sin helhet.

Overvannet skal håndteres lokalt jmf. TEK17 §15-8, 1. Det skal ikke være noe utslipp til kommunalt OV-nett. Infiltrasjon- og fordrøyningsanlegg er dimensjonert for 20-års nedbørshendelser. Det er planlagt å etablere 4 stk. regnbed og 4 stk. anlegg med OV-kassetter. Flomveien ut av området vil starte ved OV-kassetene under akuttinntaket ved å renne i overløpet og videre ned til Møllendalselven gjennom gravplassen. Dimensjonering av Infiltrasjon- og fordrøyningsanlegg må kontrolleres av hydrogeologer i samråd med VA-ingeniør når det foreligger ett år med registrering av grunnvannstand.

Helse Bergen ønsker ikke at Bergen vann skal overta planlagt VAO-anlegg.

Innhold

Innledning.....	3
1. Vannforsyning.....	6
1.1. Eksisterende situasjon	6
1.2. Hydraulisk belastning	6
1.3. Planlagt løsning	7
2. Spillvann	9
2.1. Eksisterende situasjon	9
2.2. Hydraulisk belastning ved utbygging	10
2.3. Planlagt løsning	10
3. Overvann og vannhandtering.....	11
3.1. Arealbruk og nedbørsfelt	11
3.2. Metode for beregning av avrenning, infiltrasjon og dypinfiltrasjon.....	12
3.2.1. Dimensjonerende avrenning	12
3.2.1. Beregning av infiltrasjon	13
3.2.2. Beregning av dypinfiltrasjon	13
3.2.3. Kontroll av borttransport.....	13
3.3. Vannhandtering	15
3.3.1. Avrenning før og etter utbygging	15
3.3.2. Eksisterende OV-handtering	15
3.3.3. Rensing av overvann.....	15
3.3.4. Grunnforhold og grunnvann.....	15
3.3.5. Planlagt vannhandtering for infiltrasjon og fordrøyning.....	18
3.3.6. Flomvei	26
Vedlegg.....	27

Innledning

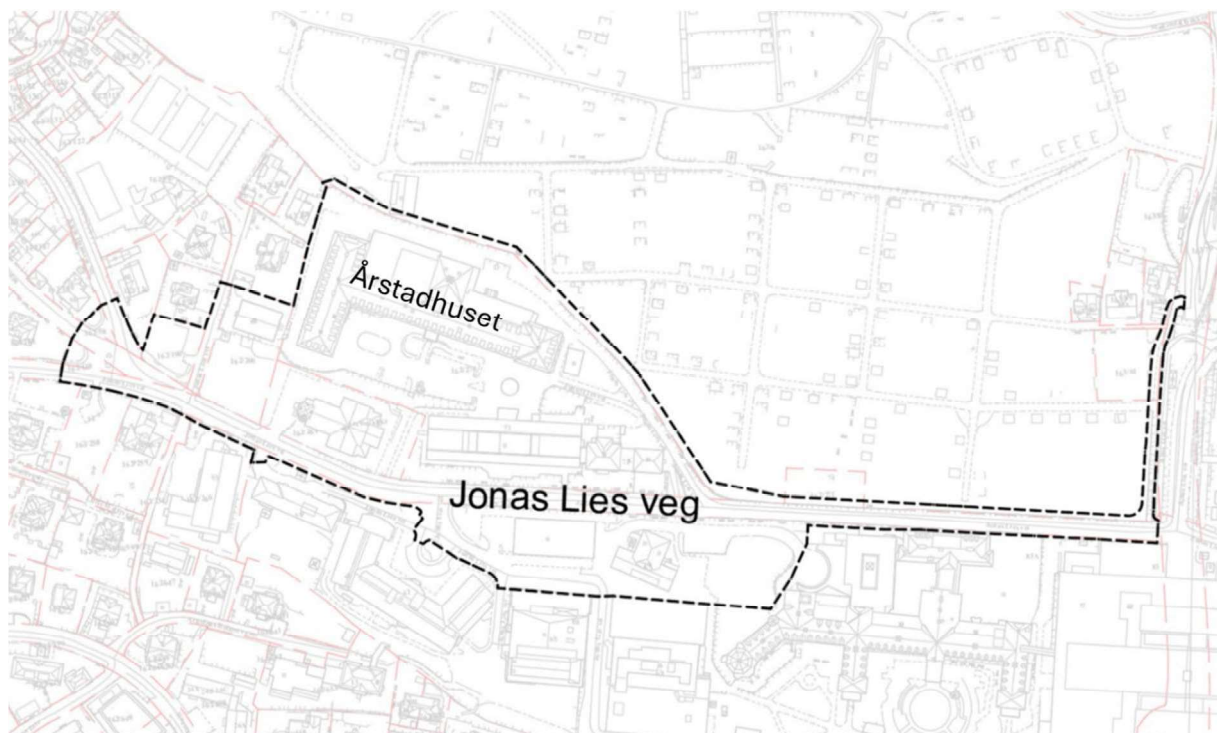
Nordplan AS er engasjert for å utarbeide en VAO-rammeplan i forbindelse med regulering av området rundt Årstadhuset (Plan ID 71260000), som befinner seg på Haukeland i Bergen kommune, se Figur 1. Planen skal ivareta de overordnede føringer for vann, avløp og overvann ved utbygging innenfor nevnte planområde.

Denne planen foreslår løsninger for hovedsystem for vannforsyning, avløp og overvann innenfor planområdet. De skisserte tiltak skal ivareta tilstrekkelig kapasitet og tilfredsstillende løsninger for framtidig utbygging som vist i reguleringsplanen.

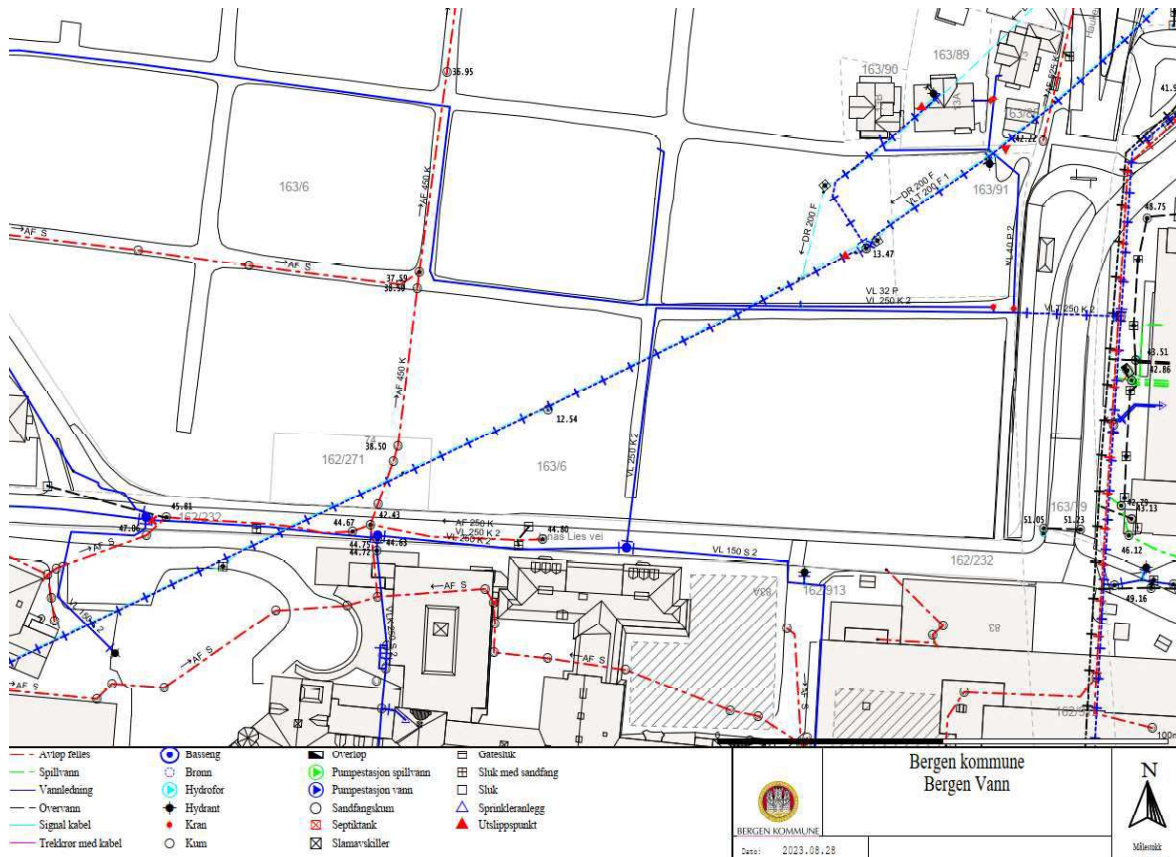
Parallelt til planprosessen foregår forprosjektering for rehabilitering av Årstadhuset (tidligere kalt Kvinneklinikken). Det planlegges rehabilitering av bygget med bruksendring samt utarbeiding av utearealet med flere grønt areal.

Planområdet omfatter ca. 32 000 m² og grunnareal til Årstadhuset er 3 600 m², vist i Figur 1.

Det pågår ikke arbeid med regulering i nærheten av tiltaket som vil påvirke beskrevet løsning.



Figur 1 - Situasjonsplan for det aktuelle område – planområdet i svart bindestrek, sentralblokkene er ikke med i reguleringsarbeid



Figur 3 – Eksisterende VAO-ledningsnett for østre del av planområdet (Bergen Vann)

1. Vannforsyning

1.1. Eksisterende situasjon

Figur 2 og Figur 3 viser eksisterende ledningsnett for vannforsyning. Årstadhuset er forsynt fra to vannkummer i Jonas Lie vei. Det går en støpejernsledning DN100 inntil Årstadhuset, vest for augebygget. Øst for augebygget ligger en støpejernsledning DN150. Det var opplyst av Helse Bergen at vannledninger i området er gamle og i dårlig stand.

Basert på opplysninger fra Bergen Vann er statisk trykkehøyde på 110 moh i området. Årstadhuset ligger ca. på kote 50 så statisktrykk er ca. 60 mVs.

1.2. Hydraulisk belastning

Det er gjort en beregning av personekvivalenter (Pe) og vannmengder som kan forventes ved en framtidig bruk av Årstadhuset. Framtidige aktiviteter baseres opplysninger fra Helse Bergen, se Tabell 1. Tabell 2 viser forbruk strukturen og dimensjonerende vannmengde.

Det brukes som normal forbruk følgende verdier:

- Vannforsyning = 150 l/(pers. x døgn) = 1 Pe

Tabell 1 - Antall Pe for Årstadhuset

Dagens situasjon	Referanse per døgn	Dimensjonerende parameter	Antall Pe
Dagsbesøk	75 l/pasient	8 pasienter	4
Besøk m/ overnatting	750 l/seng	28 pasienter	140
Konsultasjon	40 l/pasient	135 pasienter	36
Sum			180
Etter utbygging	Referanse	Verdi	Antall Pe
Besøk m/ overnatting	750 l/seng	78 pasient	390
Konsultasjon	40 l/pasient	16 pasient	4
Sum			394

Fra veiledning til Forskrift om krav til byggverk og produkt til byggverk, heimla i Plan- og bygningsloven (VTEK – VA-miljøblad 82) er de rettleiende slukke vannmengdene på "20 l/s (småhus) og 50 l/s (annen bebyggelse)" oppgitt i §7-28. Vannkilde må kunne forsyne slukking i en time som tilsvara henholdsvis 72 m³ (småhus) og 180 m³ (andre bygg). Vannmengdene tilknytt slukking må være 50 l/s og 180 m³. Resttrykket må være på minimum 10 mVs.

Tabell 2 - Dimensjonerende vannmengde for Årstadhuset

Forbruks struktur	Dagens situasjon	Etter utbygging
Antall Pe	190	394
Døgnfaktor	3,9	3,6
Timesfaktor	4	3
Vannmengder		
Normal timesforbruk	0,3 l/s	0,8 l/s
Normal døgnforbruk	29,7 m ³ /dgn	65,1 m ³ /dgn
Normal årsforbruk	10 840 m ³ /år	23 745 m ³ /år
Maks timesforbruk	4,9 l/s	7,5 l/s
Maks timesforbruk m/ brannvann	54,9 l/s	57,5 l/s

1.3. Planlagt løsning

Figur 5 viser planlagt løsning for vannforsyning til bygget og utvendig slukkevann. Planlagt anlegg er modellert i 3D med et detaljeringsnivå på MMI 300. IFC-fil er tilgjengelig som vedlegg.

Vannledningsanlegg må skiftes ut i sin helhet gitt alderen og tilstand på eksisterende anlegg. De to påkoblingene til kommunalt nett skal bevares.

Vannledningen med inntak i vannkummen lengst vest må oppgraderes fra DN100 til DN150.

Det er nå beskrevet at nye ledninger skal være PE100 DN OD 180. Det er også aktuelt med støpejernsledning DN ID 150. Dette valget må tas ved detaljprosjektering.

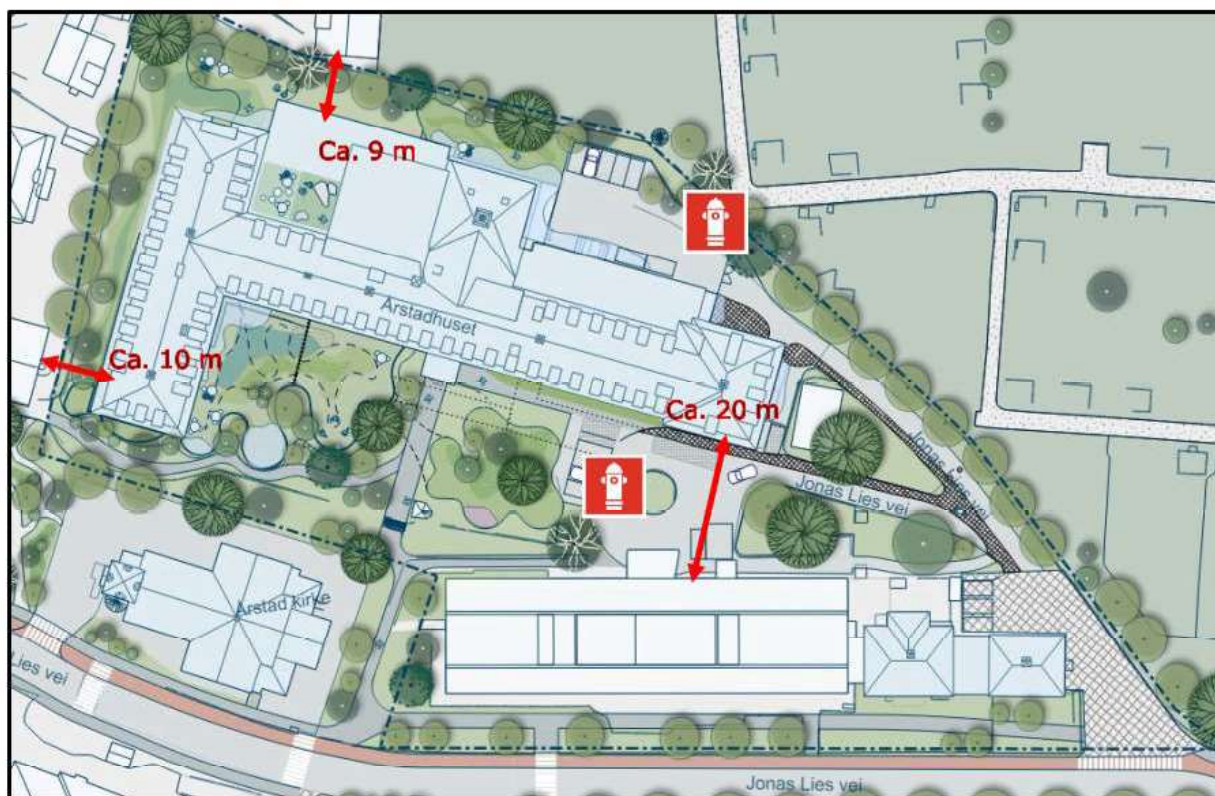
Det må etableres 2 stk vannkum DN1600 med 4-veis ventilkryss og serviceventiler. Kumdrenering skal ledes til OV-nett og videre til OV-kassetter.

Det må være stengemulighet for hver stikkledning DN40 til utendørs vannpunkt. Det kan brukes an boring for mindre dimensjoner.

Det må etableres 2 stk. brannvannsuttak, se Figur 4. Brannvesen har formidlet at de ønsker hydranter, men dette ikke er et krav.

Det skal etableres sprinkleranlegg i bygget. Dimensjonerende behov for anlegget er maksimum 25 l/s i en time. Det er nok trykk i vannforsyningsnett for å sprinkle helle bygget. NS-EN 1717 og VA/miljøblad nr 61 setter krav til tilbakeslagssikring, se vedlegg. Det skal etableres tilbakeslagssikring for væskekategori 3. Det er planlagt å etablere 2 stk. EA tilbakeslagsventiler i serie. RIV Rambøll argumenterer for at dette tilsvarer tilbakeslagssikring kategori 3.

Gjeldende VA-norm for Bergen kommune skal følges.



Figur 4 – Plassering for hydranter (Rambøll, Brannkonsept, 16/09/2023)



Figur 5 – Planlagt løsning for VA-ledningsanlegg

2. Spillvann

2.1. Eksisterende situasjon

Vitek Miljø AS har gjennomført i november 2023 en videoinspeksjon av både utendørs avløpsledninger og bunnledninger i bygget. Sommer 2024 tok Exact AS innmålinger av kummer med utarbeiding av kumkort.

Basert på innmålingene av kummene, grunnlag fra Helse Bergen og rørinspeksjonen er det gjort en kartlegging av eksisterende VAO-anlegg, se Figur 6, vedlegg 4 og vedlegg 5.

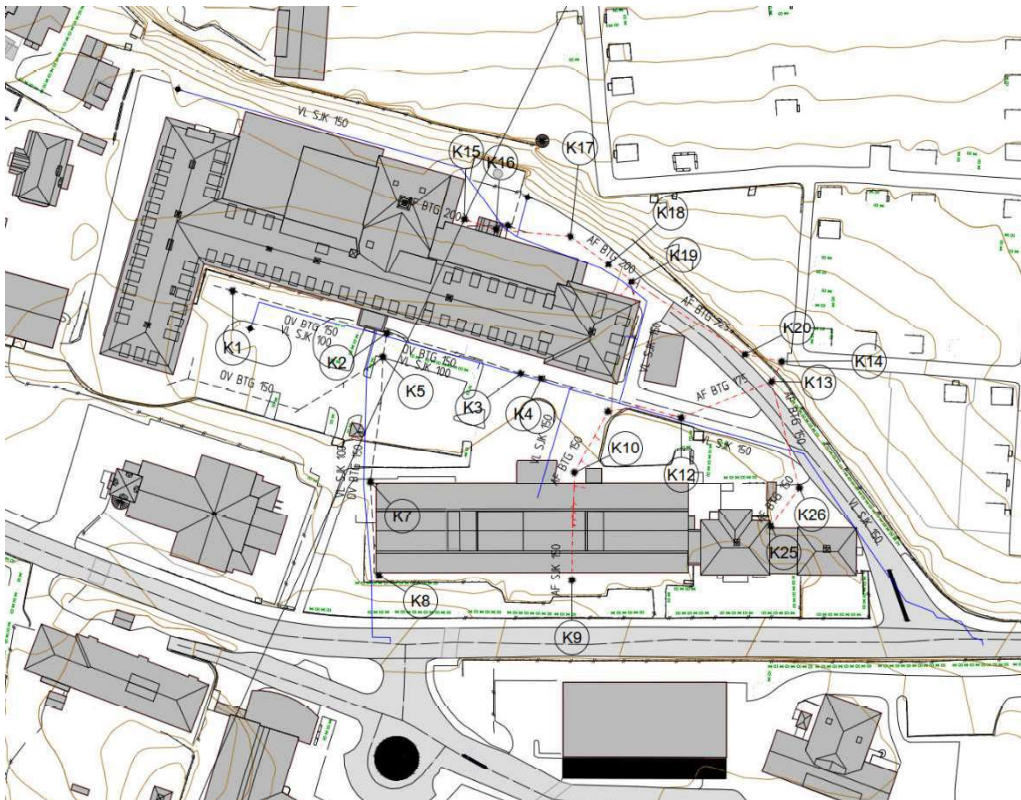
Felles avløp fra Årstadhuset med både overvann og spillvann har utløp ved K15 og K19.

Kummene K13 og K20 som ligger like vest for graveplassen er ca. 5,5 meter dyp. Basert på bildene fra kumkortene er disse i grei stand, men det mangler stige og mellomdekke.

Det var opplyst av Helse Bergen at rørstrekningen mellom K18 og K20 hadde blitt strømpeforet etter at røret hadde kollapset. Dette var ikke synliggjort i inspeksjonsrapport.

I innmålingene og kumkortene utarbeidet av Exact er det registrert høyder som tilsier at det er motfall mellom K19 og K20. Videoinspeksjon viser at avløpsvannet renner fra K19 til K20. Kummen K20 er ganske dyp (ca. 4,5 meter) så det kan være grunnen feilmåling.

Eksisterende renseanlegg har nok kapasitet i dagens situasjon og for å handtere spillvann fra planområdet ved framtidig utbygging.



2.2. Hydraulisk belastning ved utbygging

Det brukast same antall Pe for spillvatn og for vannforsyning. Det brukes som normal forbruk 150 l/døgn per Pe. I tillegg til dette kommer 0,2 l/s per km ledningsnett for innlekking av fremmedvann. Det er tatt høyde for 150 meter med spillvannsledning.

Tabell 3 – Dimensjonerende spillvannsmengde

Forbrukstruktur		
Antall Pe	180	394
Døgnfaktor	3,9	3,6
Timesfaktor	7,4	4,8
Spillvannmengder		
Snitt	0,4 l/s	0,8 l/s
Maks time	9,1 l/s	11,9 l/s
Over året	13 630 m ³ /år	25 370 m ³ /år

2.3. Planlagt løsning

Figur 5 viser planlagt løsning for spillvannsanlegg.

Videoinspeksjon viser at eksisterende avløpsnett er i dårlig stand og at det er behov for utskifting eller rehabilitering av ledningsnett i sin helhet.

Ved rehabilitering av Årstadhuset er det planlagt separering av fellesledningene inni i bygget.

Påkoblingspunktene ut fra bygget skal bevares slik de er i dag nordøst i bygget ved akuttmottak.

Det er planlagt etablering av nye ledninger DN200 i PVC SN8.

Utløp fra Årstadhuset bygget ligger ganske dyp (ca. 2,5m) og helning i terreng er motsatt til strømningsretning. Dette gjør at grøften frem til tilkoblingspunkt i gravplassen vil ha blitt veldig dyp (ca. 6 meter) ved etablering av nye ledninger. Det er derfor planlagt å delvis etablere nye rør og delvis fornye røret med gravefri metoder (No Dig). Strømpeføring anses som aktuelt her.

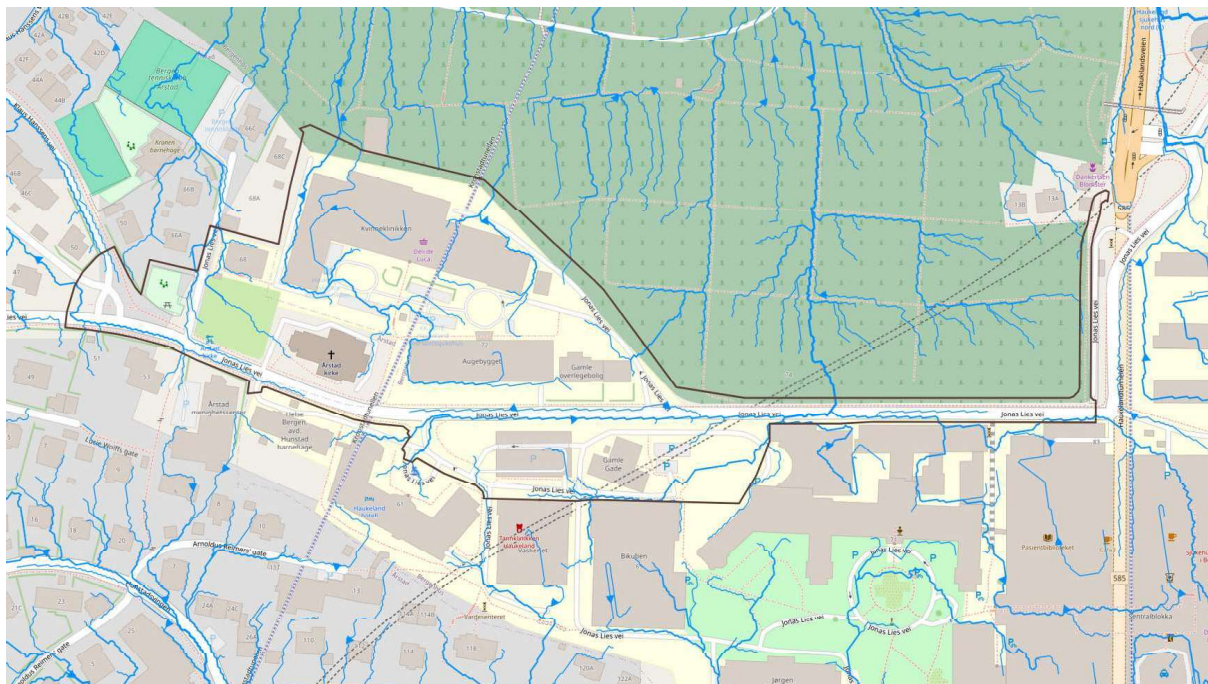
Avdekking og utskifting av kummene K13 og K20 er utfordrende på grunn av høyde og plassering like ved muren mot gravplassen. Disse er i grei stand, men det mangler stige og mellomdekk. Det må monteres mellomdekk og stige hvis disse ikke skal skiftes ut.

Kostbærende tiltak som ikke er modellert:

- Strømpeføring av en ledningsstrek på 36 m med betongrør DN225
- Strømpeføring av en ledningsstrek på 24 m med betongrør DN175
- Levering og montering av mellomdekk og aluminium i 2 stk kummer (ca. 5m dybde)

3. Overvann og vannhandtering

Planområdet er drenert overens nordover mot gravplassen med 3 hovednedbørsfelt fra planområdet, se Figur 7. Avrenningslinjene som er kartlagt over takflatene er feil og tar ikke høyde for plassering av taknedløp.

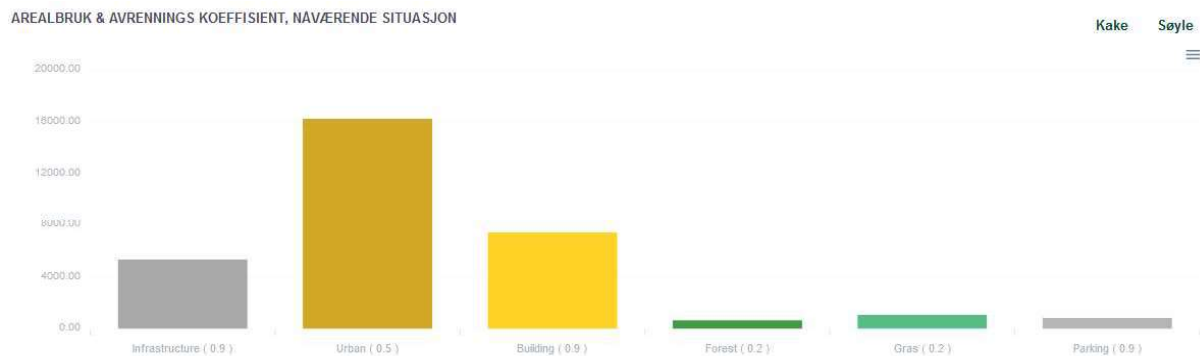


Figur 7 – Plangrense med avrenningslinjer

3.1. Arealbruk og nedbørsfelt

Planområdet i dagens situasjon har et gjennomsnitt avrenningskoeffisient på 0,65, se Figur 8.





Figur 8 Arealbruk (m²) og tilhørende avrenningskoeffisient

Etter planlagt utbygging vil avrenningskoeffisient være 0,64.

3.2. Metode for beregning av avrenning, infiltrasjon og dypinfiltrasjon

3.2.1. Dimensjonerende avrenning

For beregning av dimensjonerende avrenning er det brukt «den rasjonelle metode».

Avrenning (Q) er gitt ved formelen:

$$Q = C \times i \times A \times kf$$

Q = dimensjonerende avrenning (l/s),

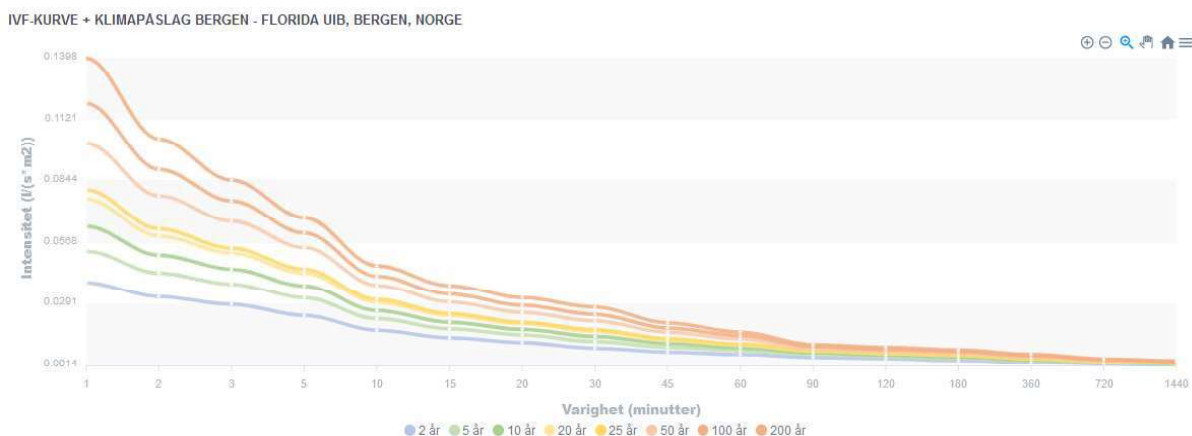
C = avrenningsfaktor,

i = dimensjonerende nedbør fra tabell IVF tabell (l/s/ha),

A = areal (ha),

kf = klimafaktor.

Dimensjonerende nedbørintensitet bestemmes fra IVF-kurven (intensitet/varighet/frekvens) fra nærmeste nedbørstasjon med lengst mulig historikk. Det er her brukt statistikk fra målestasjon Florida i Bergen, se Figur 9. Gitt gjentaksintervall og varighet lik feltets konsentrasjonstid er utgangspunktet for valgt intensitet.



Figur 9 – IVF-kurve for nedbørstasjonen Florida i Bergen (hentet 14.11.2024)

Konsentrasjonstida er tida vatnet bruker fra ytterkant av nedbørfeltet til aktuelt utløp.

Teoretisk består den består av avrenningstid på markoverflaten og strømningsstid i ledninger, kanaler, grøfter o.l. Konsentrasjonstid (t_k) kan bestemmes med bruk av nomogrammer og/eller formler.

Konsentrasjonstida for variert felt beregnes av formelen:

$$t_k = K \times L \times H^{-0,5} + 3000 \times A_{se}$$

t_k = tidsfaktor i minutter,
 L = lengde av feltet i m,
 H = høydeforskjellen i feltet i m,
 A_{se} = andel innsjø i feltet (forholdstall),
 K = tidsforsinkelse.

I tråd med tilbakemelding fra Bergen Vann (24.10.2024) er det brukt en klimafaktor på 40%.

3.2.1. Beregning av infiltrasjon

Det er brukt Horton's ligning for beregning av infiltrasjon fra terrenget og ned til øvre sjikt.

Infiltrert vannsøyle ved tiden t er gitt ved formelen:

$$f_t = f_e + (f_0 - f_e) \times e^{-kt}$$

f_t = infiltrasjonsskapasitet ved tiden t (mm/h),
 k = konstant som bestemmer hvor raskt infiltrasjon avtar (h^{-1}),
 f_e = infiltrasjonsskapasitet ved slut (mm/h),
 f_0 = infiltrasjonsskapasitet ved start (mm/h).

Mettet infiltrasjonsskapasitet (K_{sat}) for regnbedjord er i teori lik infiltrasjonsskapasitet ved slut (f_e). I beregningene er det tatt et konservativt valg å bruke den også som infiltrasjonsskapasitet ved start (f_0). Dette for å ta i betraktning usikkerhet knyttet til grunnvannstand ved start av dimensjonerende nedbørshendelse.

3.2.2. Beregning av dypinfiltrasjon

For beregning av dypinfiltrasjon fra OV-kassetter til stedlig løsmasse er det brukt Darcy's ligning i en forenklet form:

$$Q = K_{sat} \times A$$

Q = infiltrasjonsskapasitet ved tiden t (m^3/s),
 K_{sat} = mettet hydraulisk konduktivitet (m/s),
 A = Utstrømningsareal (m^2).

Utstrømningsareal er avhengig av grunnforhold, variasjon av grunnvannstand i løpet av dimensjonerende hendelsen og andre struktur som kan hindre dypinfiltrasjon.

3.2.3. Kontroll av borttransport

For å kontrollere borttransport av infiltrert overvann kan det brukes det brukes Darcy's ligning i denne formen:

$$Q = K_{sat} \times i \times M \times L$$

Q = infiltrasjonsskapasitet ved tiden t (m^3/s),
 K_{sat} = mettet hydraulisk konduktivitet (m/s),

i = helning grunnvannstand (-),

M = mektighet mellom bunnen av infiltrasjonsanlegget og grunnvannstand eller berg (m),

L = lengde på infiltrasjonsanlegg (m).

Det er mange parameter som kan påvirke borttransport av infiltrert vann. Grunnforhold og grunnvannstand kan også ha konsekvenser for dimensjonerende nedbørsvarighet.

Dette må kontrolleres av hydrogeologer i samråd med VA-ingeniør når det foreligger ett år med registrering av grunnvannstand.

3.3. Vannhandtering

Overvannet skal håndteres jmf. TEK17 §15-8, 1. ledd: «*Løsninger for infiltrasjon, fordrøyning og avledning av overvann skal til sammen dimensjoneres for nedbør med klimajustert 100-års gjentakintervall, så langt ikke annet er bestemt i arealplan.*»

Denne rammeplanen tar høyde for infiltrasjon og fordrøyning av en 20-års nedbørshendelse.

Bergen Vann har opplyst at alt avrenning fra nedbørshendelse med 20-års returperiode skal infiltreres og/eller fordrøyes.

3.3.1. Avrenning før og etter utbygging

Tabell 3 viser avrenning i planområdet før og etter utbygging ved 20-års gjentakintervall for nedbørshendelse. Det er beregnet dimensjonerende avrenning for korttids nedbør og for langtids nedbør. Beregningene er veldig teoretisk siden det finnes flere nedbørsfelt i planområdet med forskjellige konsentrasjonstid. Dette gir allikevel en størrelsesordre av endring i avrenning pga. klimaendringer og endring i arealbruk.

Tabell 3 – Avrenning før og etter utbygging

Avrenning	Q ₂₀			
	Før utbygging <i>Korttids nedbør</i>	Etter utbygging <i>Korttids nedbør</i>	Før utbygging <i>Langtids nedbør</i>	Etter utbygging <i>Langtids nedbør</i>
T, min	4	4	1440	1440
C (korrigert)	0,65	0,64	0,65	0,64
A, Ha	3,2	3,2	3,2	3,2
Klimafaktor	1	1,4	1	1,4
Q ₂₀ , l/s	435	599	19	35

Til tross for at det blir mindre tette flater ved etablering av mer grønt areal ved Årstadhuset ser man at det forventes økt avrenning pga. klimaendringer.

3.3.2. Eksiterende OV-handtering

Figur 2, Figur 3 og Figur 6 viser eksiterende OV-anlegg.

Det finnes per i dag ingen separat overvannsnett utenom mindre rørstrekk fra sluker. Alt overvann går i felles avløpsledninger.

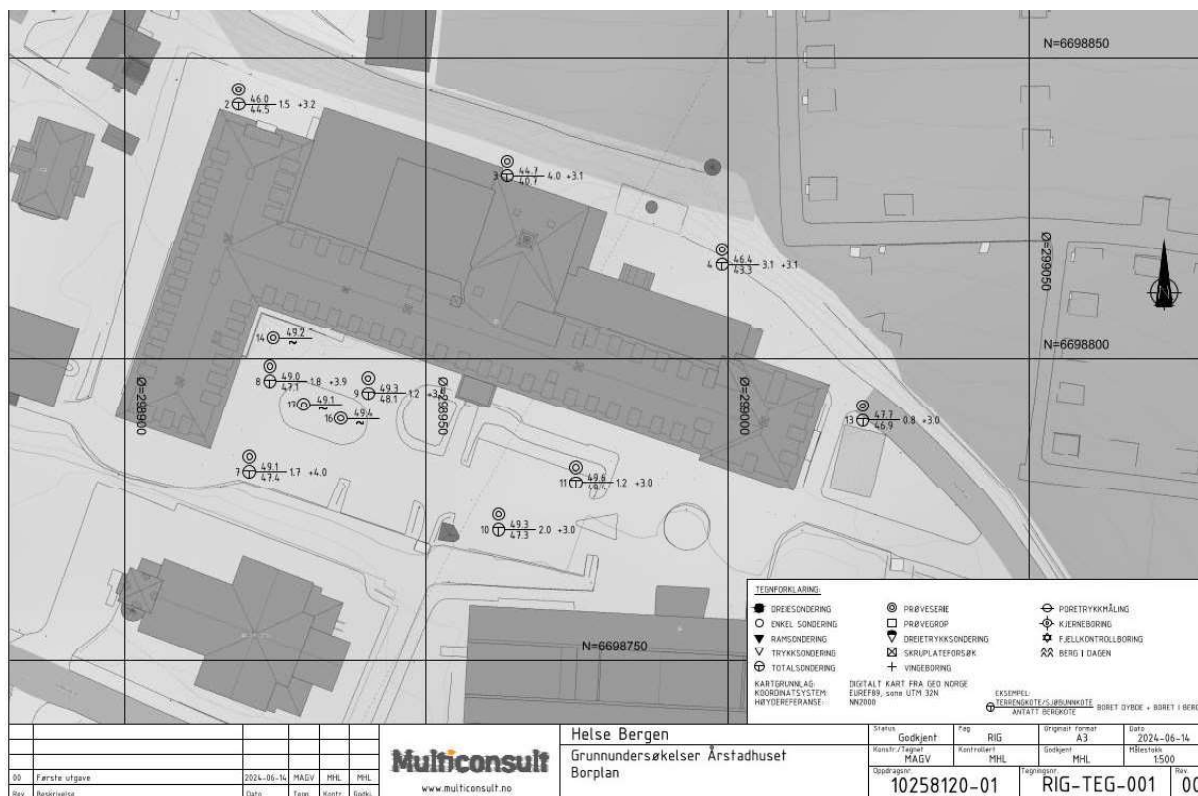
Taknedløp er blitt kartlagt med teknisk tegning fra Helse Bergen.

3.3.3. Rensing av overvann

Avrenning fra vegareal og uteområder ledes til sandfangsluk i forkant av infiltrasjons- og fordrøyningsanlegg. Det er vurdert som ikke nødvendig med ytterligere rensing av avrenning fra vegareal gitt at det blir lite trafikk inn til Årstadhuset.

3.3.4. Grunnforhold og grunnvann

Det er utført av Multiconsult 9 stk totalsondering og 12 stk. prøveserie, se boreplan i Figur 10.



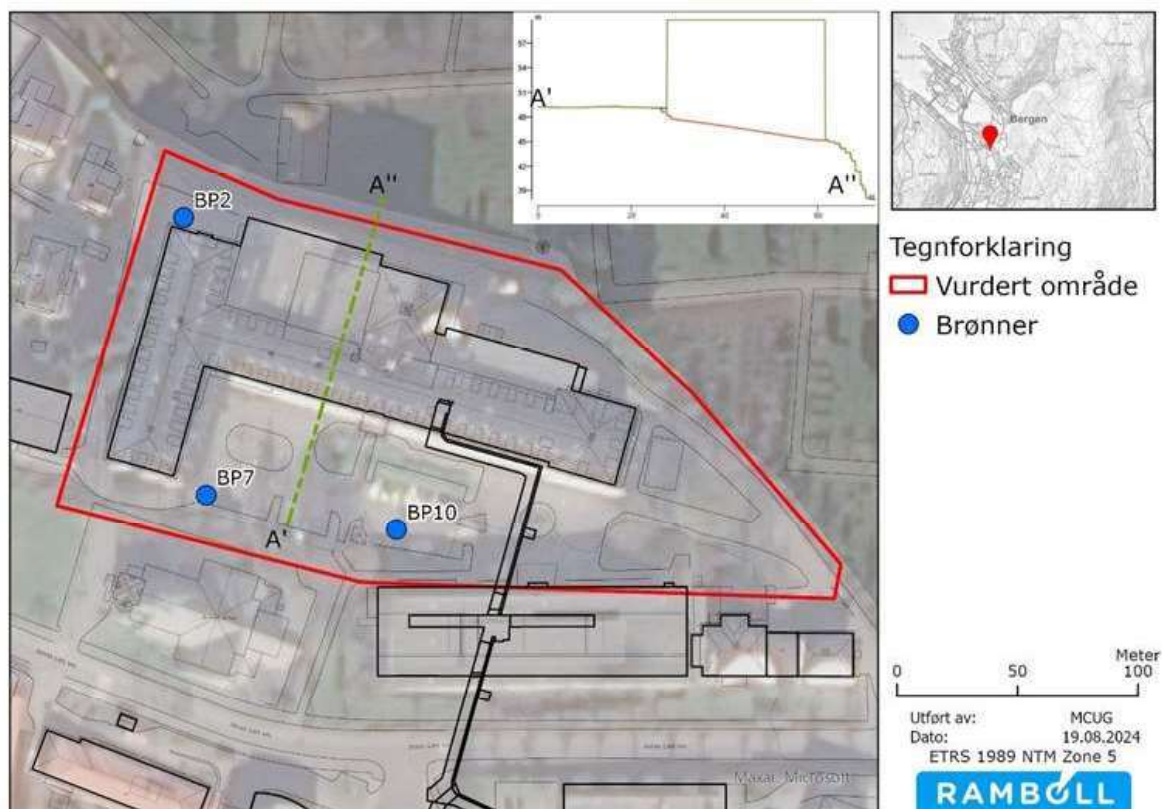
Figur 10 – Borplan (Multiconsult, 14.06.2024)

Det ble bestilt etablering av grunnvannsbrønner i forbindelse med dimensjonering av LOD-anlegg. Det ble montert 3 grunnvannsbrønner som vist i Figur 12 og Figur 13

Rambøll har gjort en vurdering av permeabilitet basert på kornfordelingskurvene fra prøveboring. Resultatene vises i Figur 11.

Gjennomsnittlig hydraulisk konduktivitet per borpunkt (m/s)										
Borpunkt	2	3	7	8	9	10	11	14	16	17
Geometrisk	1.2E-05	1.8E-05	1.7E-05	2.7E-05	1.9E-05	3.4E-05	1.7E-05	2.1E-05	1.7E-05	1.1E-05
Aritmetisk	1.3E-05	1.8E-05	1.9E-05	3.2E-05	2.2E-05	3.7E-05	2.0E-05	2.1E-05	1.9E-05	1.4E-05

Figur 11 – Gjennomsnittlige permeabilitet (Rambøll, 11.04.2024)



Figur 12 – Plassering grunnvannsbrønner (Rambøll, 19.08.2024)

ID	X	Y	Z (Kote)	Antatt Total dybde (m)	Stigerør (m)	Filter lengde (m)
B1	1264682,45	91839,08	46.2	4.5	2.5	2
B7	1264617,53	91852,10	49	4.5	2.5	2
B11	1264603,16	91910,79	50	4.5	2.5	2



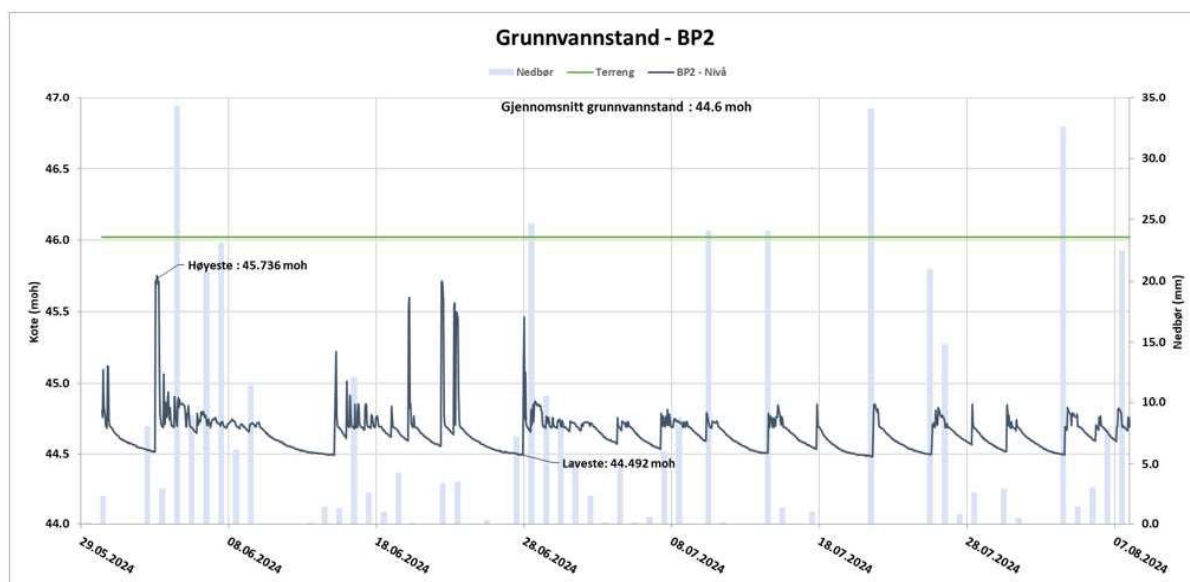
Figur 13 – Utforming og koordinater (NTM5) for grunnvannsbrønner (Rambøll, 11.04.2024)

Det står følgende i hydrogeologens rapport:

«Resultatene indikerer en middels god permeabilitet som betyr at vann beveger seg gjennom massene med moderat hastighet. Massene kan bli mettet under svært våte forhold noe som kan redusere infiltrasjonsegenskapene. Beregnet konduktivitet er, sett i lys av Multiconsults tidligere beskrivelse av

massene, noe lav i forhold til naturlige jordmasser med innslag av sand og grus. Dette kan forklares med at masser bestående av fyll, som tidligere nevnt, kan bestå av mange ulike fraksjoner, noe som i større grad fører til mer utfylte porer og dermed gir en lavere konduktivitet.»

Figur 14 viser variasjon i grunnvannstand ved borepunktet nordvest i planområdet (BP2). Minimum grunnvannstand tilsvarer kote for berg. Gjennomsnitt grunnvannstand ligger 10 cm over fjell.



Figur 14 – Registrert grunnvannstand i BP2 mellom 29.05.2024 og 07.08.2024 (Rambøll, 19.08.2024)

3.3.5. Planlagt vannhandtering for infiltrasjon og fordrøyning

Det er planlagt infiltrasjon og fordrøyning av 20-års nedbørshendelse. Figur 15 viser nedbørsfelt etter utbygging, samt planlagt løsning. Ledningsmateriale, dimensjon samt type kummer er mer detaljert i IFC-modell (vedlegg 6).

Det skal etableres både regnbed og OV-kassetter.

For dimensjonering av regnbed er det antatt at infiltrasjon ikke er begrenset av høy grunnvannstand og at det brukes regnbedjord med en permeabilitet (K_{sat}) på 250 mm/time. Det er gjort et konservativt valg ved å bruke den verdien for både infiltrasjonskapasitet ved start og slutt.

Endelig volum på fordrøyningsanleggene må dimensjoneres av hydrogeologer i samråd med VA-ingeniør. Dette kan gjøres når det foreligger et år med registrering av grunnvannstand.



Figur 15 – Oversiktsplan for vannhåndtering ved Arstadhuset (Nordplan, 18.11.2024)

Nedsenket hage – OV-kassetter

For å etablere den nedsenket hagen må berg sprenges eller pigges. OV-kassetten vil ligge i en sprengt grop. Det skal legges et sjikt med 1 meter vekstjord og OV-kassetter under. Figur 16 viser et prinsippsnitt for OV-handtering.

Taknedløp fra takflater rundt hagen ledes til renner med integrert sandfang langs fasaden og videre til overvannskassetter.

Dimensjonering for fordrøyningsbehov for 20-års nedbørshendelse er vist i Tabell 4.

Tabell 4 – Dimensjonering av OV-kassetten under «nedsenket hagen» for 20-års nedbørshendelse

Parameter	Enhet	Verdi
Areal	m ²	2310
Dimensjonerende varighet	min	1440
Avrenningsfaktor	-	0,56
Klimafaktor (kf)	-	1,4
Akkumulert nedbør med kf	mm	190
Resultat		
Ustlipp til OV-kassetter «Akuttmottak»	l/s	0,7
Fordrøyningsvolum i OV-kassetter	m ³	184

Det er beregnet en fordrøyningsvolum på 184 m³. Det er tegnet inn på Figur 15 **Feil! Fant ikke referanse kilden.** et anlegg på ca. 330 m² som vil utgjøre en vannsøyle tilsvarende standard høyde på 60 cm.

Det planlegges å etablere et utløp og et overløp til OV-kassetten ved akuttmottak. Utløpet må bli plassert i bunnen av anlegget og vannmengde må kunne reguleres slik utslipp ligger på 0,7 l/s. Overløpet må bli plassert på toppen av anlegget. Det vil bli en felles overføringsledning gjennom bygget.

Åpen hage - OV-kassetter

Det er planlagt å lede takvann fra sørligere takflater samt avrenning fra uteområde vist i Figur 15 til overvannskassetter under området kalt «Åpen hage». Permeabilitet for dypinfiltrasjon baseres på resultat fra kornfordelingskurve for borepunkt 10.

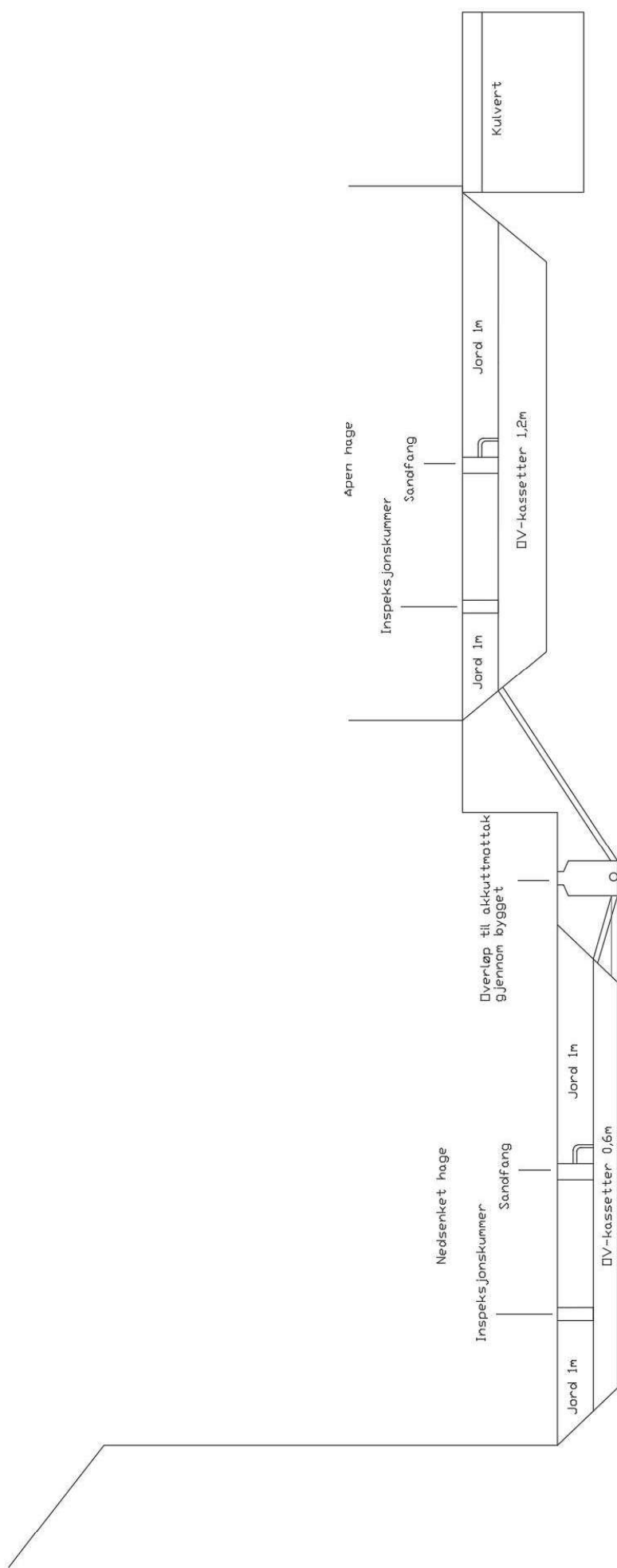
Dimensjonering for fordrøyningsbehov for 20-års nedbørshendelse er vist i Tabell 5.

Tabell 5 – Dimensjonering for fordrøyningsbehov for nedbørsfeltet «åpen hage»

Parameter	Enhet	Verdi
Areal	m ²	1380
Dimensjonerende varighet	min	1440
Avrenningsfaktor	-	0,53
Klimafaktor (kf)	-	1,4
Akkumulert nedbør med kf	mm	190
Permeabilitet for dypinfiltrasjon (Ksat)	m/s	3,4x10 ⁻⁵
Resultat		
Fordrøyningsvolum i OV-kassetter	m ³	153
Total dypinfiltrasjon	m ³	52
Utløp v/ Q20	l/s	0

Fordrøyningsanlegget vil ligge rett over kartlagt bergflate og det vil ligge en kulvert mot nord og øst. Det er tatt høyde for dypinfiltrasjon mot sør og vest som utgjør et areal på ca. 18 m². Dypinfiltrasjon over et døgn er på 52 m³.

Det er beregnet en fordrøyningsvolum på 153 m³. Det er tegnet inn på Figur 15 et anlegg på 145 m² der 20 m² har en høyde på 60 cm og 125 m² med 1,2 m høyde.



Figur 16 – Prinsippnitt for vannhåndtering for OV-kassetten ved nedsenket hage og åpen hage

Lille hage - OV-kassetter

Det er planlagt å lede takvann fra vestfløyen som vist i Figur 15 til overvannskassetter under hagen kalt «Lille hage». Permeabilitet for dypinfiltrasjon baseres på resultat fra kornfordelingskurve for borepunkt 10.

Dimensjonering for fordrøyningsbehov for 20-års nedbørshendelse er vist i Tabell 5.

Tabell 6 – Dimensjonering for fordrøyningsbehov for nedbørsfeltet «lille hage»

Parameter	Enhet	Verdi
Areal	m ²	704
Dimensjonerende varighet	min	360
Avrenningsfaktor	-	0,80
Klimafaktor (kf)	-	1,4
Akkumulert nedbør med kf	mm	190
Permeabilitet for dypinfiltrasjon (Ksat)	m/s	1,1x10 ⁻⁵
Resultat		
Fordrøyningsvolum i OV-kassetter	m ³	28
Total dypinfiltrasjon	m ³	60
Utløp v/ Q20	l/s	0,6

Fordrøyningsanlegget vil ligge rett over kartlagt bergflate og det vil ligge en kulvert mot nord og øst. Det er gjort en konservativ antagelse at utstrømningsareal er lik arealet til bunnen av anlegget. Dypinfiltrasjon over 6 timer er på 60 m³. Det er beregnet en fordrøyningsvolum på 28 m³ som tilsvarer 50 m² med OV-kassetter på 60 cm høyde

Akuttmottak

Dimensjonering for fordrøyningsbehov for 20-års nedbørshendelse for OV-område «akuttmottak» er vist i Tabell 7. Anlegget vil også motta utløp fra andre LOD-tiltak som kunne ikke håndteres til stedet på grunn av plassmangel. Permeabilitet for dypinfiltrasjon baseres på resultat fra kornfordelingskurve for borepunkt 3 siden det ble ikke tatt poseprøver for borepunkt 4 som ligger like ved anlegget.

Tabell 7 – Dimensjonering for fordrøyningsbehov for nedbørsfeltet «akuttmottak»

Parameter	Enhet	Verdi
Areal	m ²	4566
Dimensjonerende varighet	min	1440
Avrenningsfaktor	-	0,78
Klimafaktor (kf)	-	1,4
Akkumulert nedbør med kf	mm	190
Permeabilitet for dypinfiltrasjon (Ksat)	m/s	1,8x10 ⁻⁵
Innløp fra andre LOD-tiltak	l/s	1,6
Resultat		
Fordrøyningsvolum i OV-kassetter	m ³	386
Total dypinfiltrasjon	m ³	429
Utløp v/ Q20	l/s	0

Det er beregnet en fordrøyningsvolum på 386 m³. Det er tegnet inn på Figur 15 et anlegg på 275 m². Ved slik fordrøyningsvolum kan det være 140 m² har en høyde på 1,2 m og 135 m² med 1,8 m høyde.

Det er gjort en konservativ antagelse at utstrømningsareal er lik arealet til bunnen av anlegget. Total dypinfiltrasjon er på 429 m³ over et døgn.

Dimensjonering av anlegget inkludert vurdering av borttransport må kontrolleres av hydrogeologer når det foreligger ett år med data om grunnvannstand.

Park kirke nord – Regnbed

Dimensjonering av regnbedet «Park kirke nord» for 20-års nedbørshendelse er vist i Tabell 8. Infiltrasjonsskapasitet er basert på vanlig verdi for regnbedjord som ligger på 250 mm/time.

Tabell 8 – Dimensjonering av regnbed ved «Park kirke nord»

Parameter	Enhet	Verdi
Areal	m ²	560
Dimensjonerende varighet	min	30
Avrenningsfaktor	-	0,40
Klimafaktor (kf)	-	1,4
Akkumulert nedbør med kf	mm	30
Infiltrasjonsskapasitet ($f_0 = f_e$)	mm/h	250
Resultat		
Ustlipp til OV-kassetter v/	l/s	0,3
Areal regnbed	m ²	20
Maksimum vannsøyle regnbed	m	0,2
Infiltrert vannsøyle med K_{sat} 25 cm/t (justert med 30% porøsitet)	m	0,42

Det er begrenset plass i det området hvor regnbedet er planlagt. Den kan ikke være større enn 20 m² og vannsøyle skal ikke være mer enn 20 cm. Det er derfor nødvendig å ha et minimalt utløp på 0,3 l/s ved 20-års returperiode.

Borttransport og gjeldende dimensjonerende varighet må kontrolleres av hydrogeologer.

Park kirke sør - Regnbed

Regnbedet «Park kirke sør» er dimensjonert for 20-års nedbørshendelse og for nedbørsfeltet med kun parkområde. Se Tabell 9.

Det skal ikke gjøres tiltak ved kirke så det detaljeres beregninger kun for delen av nedbørsfeltet ved parken.

Tabell 9 – Dimensjonering av regnbed ved «Park kirke sør» for 20-års nedbørshendelse

Parameter	Enhet	Verdi
Areal	m ²	390
Dimensjonerende varighet	min	10
Avrenningsfaktor	-	0,40
Klimafaktor (kf)	-	1,4
Akkumulert nedbør med kf	mm	19
Resultat		
Ustlipp til OV-kassetter v/ Q20	l/s	0
Areal regnbed	m ²	50
Maksimum vannsøyle regnbed	m	0,02
Infiltrert vannsøyle med K_{sat} 25 cm/t (justert med 30% porøsitet)	m	0,12

Det er god plass tilgjengelig for etablering av regnbedet med planlagt terrengutforming. Med et areal på 50 m² blir dimensjonerende vannsøyle på 2 cm.

Hvis takkvann fra Årstadkirke og fra grusset areal rundt må infiltreres og fordøyes i parken vil arealet av regnbedet være 100 m² og dimensjonerende vannsøyle vil bli 20cm.

Inngang - Regnbed

Regnbedet ved inngangen er dimensjonert for 20-års nedbørshendelse. Se Tabell 10.

Tabell 10 – Dimensjonering av regnbed ved «Inngang» for 20-års nedbørshendelse

Parameter	Enhet	Verdi
Areal	m ²	1450
Dimensjonerende varighet	min	30
Avrenningsfaktor	-	0,52
Klimafaktor (kf)	-	1,4
Akkumulert nedbør med kf	mm	30
Utslipp til OV-kassetter v/ Q20	l/s	0
Resultat		
Areal regnbed	m ²	80
Maksimum vannsøyle regnbed	m	0,19
Infiltrert vannsøyle med K _{sat} 25 cm/t (justert med 30% porøsitet)	m	0,42

Arealet for regnbedet må være 80 m² hvis det ikke skal være utslipp ved 20-års nedbørshendelse.

Nordvest - Regnbed

Regnbedet «Nordvest» er dimensjonert for 20-års nedbørshendelse. Se Tabell 11.

Tabell 11 – Dimensjonering av regnbed ved «Nordvest» for 20-års nedbørshendelse

Parameter	Enhet	Verdi
Areal	m ²	680
Dimensjonerende varighet	min	30
Avrenningsfaktor	-	0,58
Klimafaktor (kf)	-	1,4
Akkumulert nedbør med kf	mm	30
Utslipp til OV-kassetter v/ Q20	l/s	0
Resultat		
Areal regnbed	m ²	80
Maksimum vannsøyle regnbed	m	0,19
Infiltrert vannsøyle med K _{sat} 20 cm/t (justert med 30% porøsitet)	m	0,33

Arealet for regnbedet må være 40 m² hvis det ikke skal være utslipp ved 20-års nedbørshendelse.

Augeklinikk

Det skal ikke utføres arbeid i dette området i forbindelse med rehabilitering av Årstadhuset. Det er plass for å etablere regnbed eller OV-kassetter sør for bygget når det blir aktuelt å gjøre tiltak i området. Når det blir rehabilitering må terrenget utformes slik at flomveien fra augeklinikk vil lede vannet østover som vist på Figur 17.

Jonas Lie vei

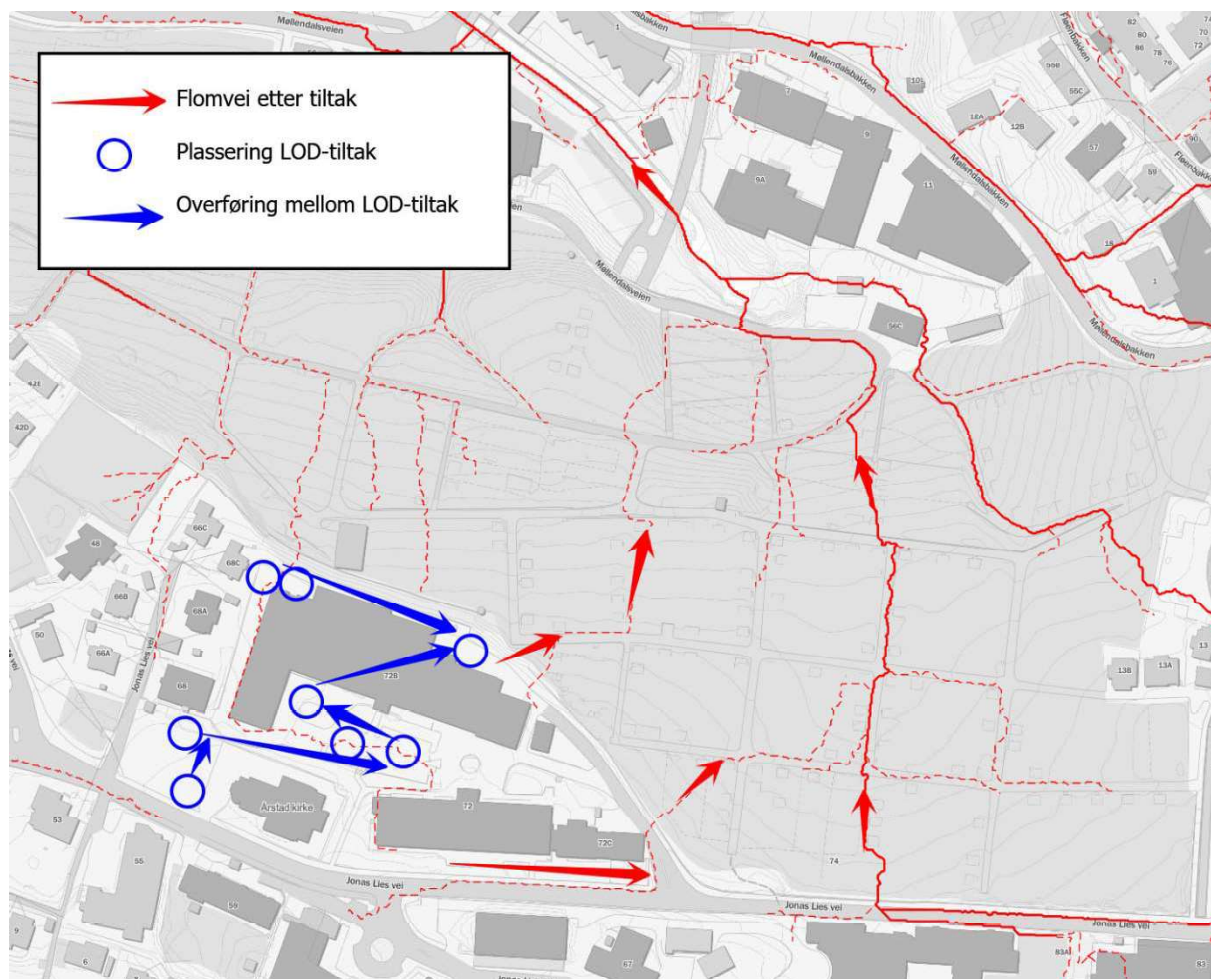
Det skal ikke utføres arbeid i dette området i forbindelse med rehabilitering av Årstadhuset. Infiltrasjons sandfang anses som den beste måten å infiltrere og fordrøye avrenning langs Jonas Lie vegen.

Jonas Lie vei 67

Det skal ikke utføres arbeid i dette området i forbindelse med rehabilitering av Årstadhuset. Bruk av infiltrasjonssandfang kan kombineres regnbed og åpen fordrøyningsanlegg i grøntområdet øst i området.

3.3.6. Flomvei

Figur 17 viser flomvei i planområdet og ned til Møllendalselven. Flomveier mellom LOD-tiltakene går i rør som er dimensjonert for 200-års nedbørshendelse.



Figur 17 – Flomvei fra planområdet ned til Møllendalselven

Det anbefales å etablere mengdemåler i overløpskummene til alle OV-kassetene for å kunne følge opp når overløpene aktiveres og hvor mye vann renner over.

Ut fra OV-kassetene ved akuttmottak skal det etableres et overløp fra anlegget som vil lede vannet ned mot gravplassen. Overløpsrøret Ø315 mm er dimensjonert for 200-års nedbørshendelse og utløpet må erosjonsikres. Vannhastigheten ut av ledningen må være under 1 m/s. Dimensjonering av plastringen og nøyaktig plassering av overløpet gjøres ved detaljprosjektering.

Flomveien vurderes som trygg ned til Møllendalselven.

Vedlegg

- Vedlegg 1: Brannkonsept, Rambøll, 30.08.2023
- Vedlegg 2: Teknisk notat angående tilbakeslagssikring, Rambøll, 03.09.2024
- Vedlegg 3: Tegning grunnledninger, Helse Bergen, 16.03.1996
- Vedlegg 4: Inspeksjonsrapport for utendørs og innendørs ledningsanlegg, VTEK , 29.11.2023
- Vedlegg 5: Kartlegging av kummer og utarbeiding av kumkort, Exact, 16.08.2024
- Vedlegg 6: IFC-fil for planlagt VAO-anlegg i MMI225, Nordplan, 18.11.2024
- Vedlegg 7: Tegning for eks. VAO-anlegg, Nordplan, 18.11.2024
- Vedlegg 8: OV-situasjonsplan, Nordplan, 18.11.2024
- Vedlegg 9: VA-situasjonsplan, Nordplan, 18.11.2024
- Vedlegg 10: VAO-situasjonsplan, Nordplan, 18.11.2024

